

**Passy-sur-Arve 発電所の水圧鉄管
およびサイフォン橋**

“La conduite forcée et le siphon de la chute de Passy-sur-Arve”
par R. Bouchayer, 他3名
Travaux déc. 1952, jan. 1953

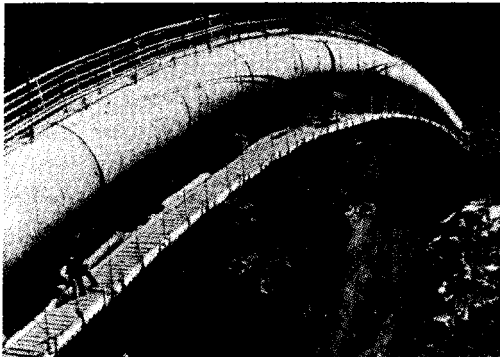
フランス東部山岳地帯の Arve 川を利用した Passy 発電所の建設には、技術上興味ある点が二、三挙げられる。Arve 川の S 字形蛇行地点を利用して落差を得、さらに上流の支流である Diosaz 川からも取水した。圧力トンネルは 1500 m + 3800 m で、この途中で水路橋が Arve 川を横断している。水圧鉄管の発電容量は 130 000 HP の記録的なものとなった。

1. 水圧鉄管について 静水頭 392.3 m, 鉄管径 2.40 m, 最大流量 30 m³/s, 全長 691 m。管体は、ほぼ全長にわたって G. Ferrand の提唱しているプレストレスのバンドットパイプであつて、バンドとして鋼索が用いられた。内圧の変化に応じて、バンド索の断面を増加(直径 36~40.5 mm)し、またその間隔を減少(167~147 mm)させ、一方管体の板厚も 10~14 mm に変化した。欧州の実例で見られるように、この場合にもアンカーブロック間に伸縮継手を用いていない。管末は Y 形の球分岐によつて φ1.700 m の 2 管に分れられた。この鋼製の分岐球は 27 t である。

水圧鉄管に使用された鋼板は Confor C (引張強度 $R \geq 48 \text{ kg/mm}^2$, 弾性限 $E \geq 28 \text{ kg/mm}^2$, 伸び A 223%), 鋼索は Confor H ($R \geq 200 \text{ kg/mm}^2$) であつて安全率 2 に適するように初期の加圧によつて製作された。全鋼材重量は約 1 000 t であつた。

2. サイフォン橋 管体自身をアーチバリとした水路橋は明らかに経済的なことが認められており、すで

図-1 サイフォン橋



に 1906 年 Saint-Jean-de-Maurienne で実施された例(管径 3.300 m, 支間 60 m)もあるが Passy 発電所の場合は支間 72 m で 65 m の水頭をうけるものであつた。

設計上の計算は次の段階で行われた：(i) 両端固定の充腹アーチ橋、荷重は管自重及び満水重量、(ii) 水圧を考慮した場合の周応力及び縁維応力、(iii) 中空円筒のハリとしての補正、(iv) 管内空虚時の温度変化の影響。

アーチ曲線の曲率半径 82.122 m, 管直径 3 m, 管厚の変化は 15(水圧のみの所要管厚)17, 19, 21, 23 mm であつて、使用鋼材(弾性限 28 kg/mm²)に対する許容応力を 14 kg/mm² とし、モールの応力円が復興省の示方書(“Règles d'utilisation de l'acier, déc. 1946”)の特性曲線内に存在する条件で設計された(図-2, 3)。

図-2 満水時応力

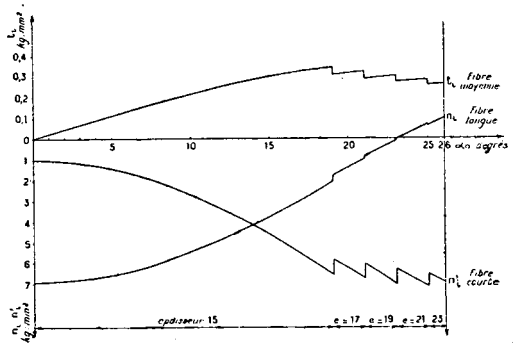
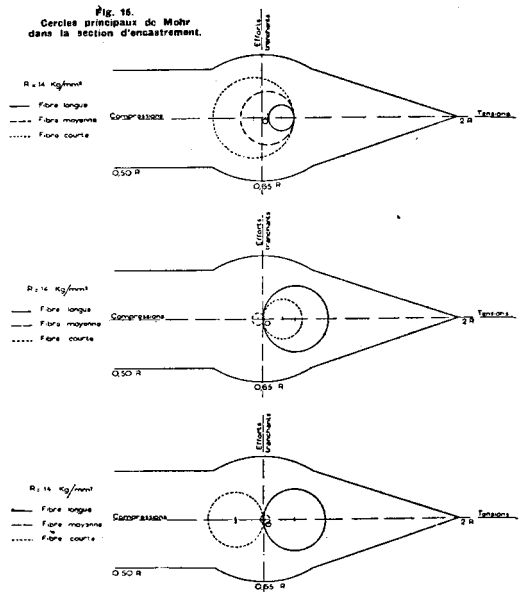


図-3 固定端断面のモールの応力円と示方書の特性曲線



架設工事には、臨時の架設用吊橋が用いられた。この橋床は2本の U 220 を横桁、U 120 型鋼を縦桁としたものであつて、縦桁は剛結されず現場作業に適するように容易に変形できるものであつた。管体はケーブルにより吊り込まれ、兩岸より溶接で組立てられた。アーチの最終の閉合の部材に対しては、両固定端モーメントを最小にするために、あらかじめ上げこしを与えるように工夫された。閉合の際には、夜間の温度降下による吊橋ケーブルの収縮力と、昼間のアーチ上、下面の日射温度差による反りとを利用し、設計時の温度(5°C)と同じ気温でちょうど 60 mm だけ上げこされるように実施された。

架設後、満水状態に対して振動弦式ヒズミ計によつて、応力の実測が行われた。その結果の一例を挙げれば、中心よりの偏角 20° の断面で、上縁維応力 -1.9, 1.6 (計算値-1.4) ; 下縁維応力 -5.3, -5.3 (計算値-6.3); (いずれも kg/mm²) であつて、計算とも比較的一致している。また同じ点での満水時および 46 m の水頭のある場合の円断面の変形による楕円率
$$\left(\epsilon = \frac{\text{水平直径} - \text{垂直直径}}{\text{公称直径}} \right)$$
 は $\epsilon = +0.006$, $\epsilon = -0.004$ と実測され、変形量が僅少であることが認められた。(電力中央研究所 矢島基臣)

貯水池法面保護コンクリートの新施工法

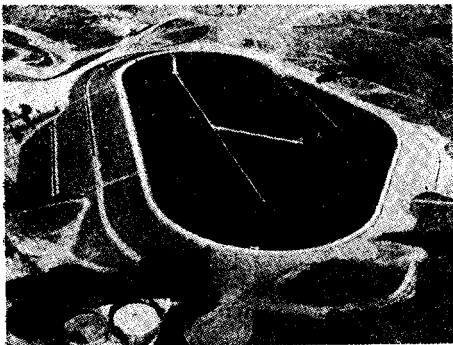
“First use of mechanical spreader for paving on 3:1 reservoir slope”

Western Construction, Nov. 1954, p. 68~69

最近南部 California 地区の発展につれて、水道用貯水池新設の必要に迫られたが、給水の地形上 Los Angeles 下町付近が適当であるので、調査の結果、Monterey Park Hill が選ばれた。この地は天然にできたものではなく、自然地形を掘削と築堤によつて内法面勾配 1:3、容量 1850 000 m³、貯水面積 155 000 m² の大きな卵形貯水池としたものである(写真-1)。掘削全土量 2 600 000 m³、転圧土量 2 400 000 m³ であつた。

貯水池内側表面は厚さ 8 cm の透水性アスファルト

写真-1



コンクリートで、その下に不透水層(底部 3 m ~ 天端 1 m の厚さ)がある型式で、施工に際して材料管理、締固めを厳正に行つたことにより、透水係数を規定の 2×10^{-6} cm/sec よりも少なくすることに成功した。

不透水層締固めのために、特別に設計された小半径で重量のあるローラーを使用した。ローラー重量は 14 t、単位荷重ドラム巾 1 m 当り 4.5 t で、そのローラー 16 回の通過によつて 3.5 t-m の締固め効果を与えるように設計されたが、実際には平均 4.2 t-m の効果をあげることができた。

写真-2

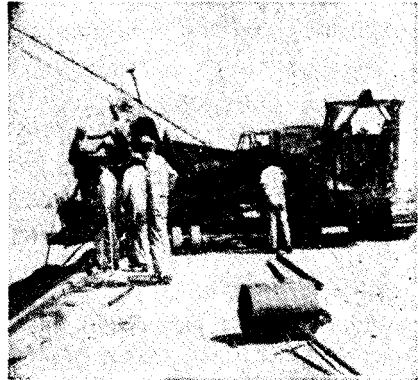
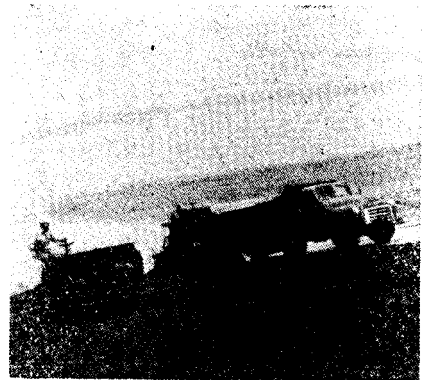


写真-3



表面 8 cm 厚のアスファルトコンクリート施工には新工法を用いたが、これが工事完成を早める一因となつた。1:3 の急傾斜の法面上に機械 spreader を使用したが、これによつて十分にひろげることができて、質量ともに向上し 1 日平均 600 t を施工し得た。すなわち、工事請負者が天端にトラクターを置いて spreader を引上げるための巻上機として使うことを思いついたことによる。一区間の施工が終ると spreader を天端に引上げて、トラクターとともに 3.6 m 前進して新しい区間の施工にかかることになる(写真-2)。天端には 3 つの巻上機が必要だつた。すなわち、1 台は spreader に供給するトラック用、1 台は spreader 用、もう 1 台は 4.5 t ローラー用(最終仕上げ)である(写真-3)。

施工面積は底面 90 500 m²、法面 80 400 m² で、施工の一区間は 3.6 m 巾とし、斜面の下端から天端まで真直ぐに引上げた。曲線部では天端を 3.6 m 巾として下端では 1.5 m の重複を許した。

貯水池水位が急降したときに背後から水圧がかからないようにアスファルトコンクリートはポーラスなものとした。粒度は次のとおりである。

篩目大	通過百分率
3/4"	95~100
1/2"	85~95
No. 4	44~58
No. 10	28~38
No. 40	10~18
No. 80	4~10
No. 200	1~4

重量で 5~6% の透水性アスファルトが用いられ、舗装は 127~140°C の温度で行われた。

最終仕上げには種々の機械を使用した。すなわち、法面では 4.5 t 鋼製ローラーを主とし、大きい機械の近付けない箇所では手で扱って小さいローラーで転圧した。底部でも 4.5 t ローラーを使用した。最終転圧は 8 t 鋼製ローラーで行った。

(建設技術研究所 梅田昌郎)

サージタンクを持つ水力発電所の運転を安定化させるための新方法

“Nouveau procédé pour la stabilisation de la marche de centrales hydro-électriques avec chambre d'équilibre”

par M. Cuenod et A. Gardel

La Houille Blanche, Juin. 1954, pp. 352-359

サージタンクの水面変動と電気的負荷との間に1つの新しい連結操作を挿入することによって従来の制御方式を一部改良し、サージタンク水面振動の安定性を増大させる方式を考えたものである。この方式をスイスの Oelberg 発電所において試験したところ、その調圧水槽面積を 300 m² から 7 m² に縮小してもなお調圧水槽水面振動は安定であった。この結果このよう

な方式によれば調圧水槽断面積の決定に当つてはもはや従来の安定条件 (Thoma の条件) は廃してもよいことになる。

この新しい制御方式は 図-1 及び 図-2 に示される。図-2 は 図-1 の G (発電機)、N (電気的負荷)、E (励磁機) 部分の間に挿入された新しい制御系統部分を取り出して示したものである。図に示されるよう

図-1 全体の制御系統

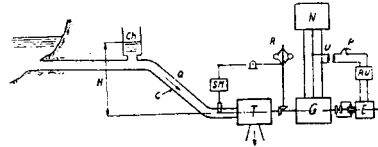
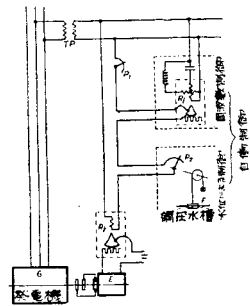


図-2 新しく挿入された制御部分



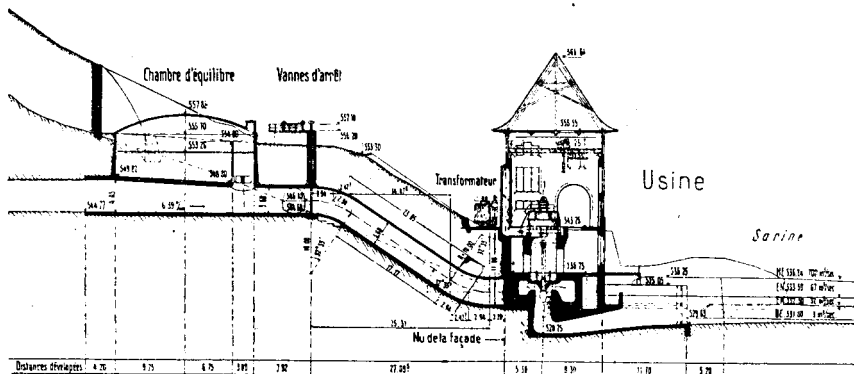
に調圧水槽水位変動を浮子でとり出し、この変動量で励磁機の電圧及び周波数を制御し、それによって従来の水車调速器の作働による発電機出力制御方式に修正を加えるという方式であり、従来の方式 (Thoma の条件の場合) に比べて調圧水槽系の安定性は一般にいちじるしく改善される。

実験が行われた Oelberg 発電所の場合の基本諸量は

- 常時使用水量.....32 m³/s
- 有効落差 (最大)20.8 m
- 圧力トンネル総延長.....270 m
- 圧力トンネル断面積.....18.3 m²
- 鉄管路総延長.....47 m
- 水車発電機の GD²170 t·m²

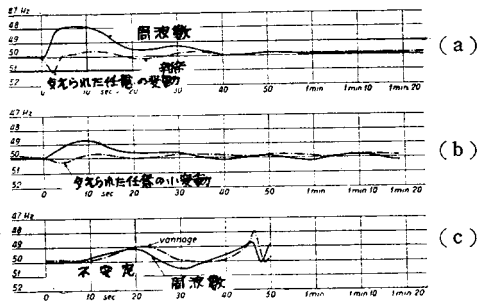
であり、その形状は 図-3 に示される。この発電所の調圧水槽は差働式であるため、ポートをふさぐことにより調圧水槽の総断面積 300 m² からライザーだけの面積 7 m² にまで縮小することができる。この場合の

図-3 実験が行われた Oelberg 発電所



Thoma の条件による限界面積は 30 m² である。図—4 は 7 m² の場合の実験結果であり、同図 (a) はこの新しい制御方式により安定化された場合、同図 (c) はこの方式を採用せず従つて不安定な場合、また同図 (b) はこれらの中間的な状態を示すために新しい制御

図—4 Oelberg 発電所における作動状況



方式を弱く加味し、ちょうど安定不安定の限界状態を呈さしめた場合を示す。

(中央大学工学部 林 泰造)

曲つた杭の支持力

“Safe Loads on Dog-Leg Piles”

by J.D. Parsons, S.D. Wilson

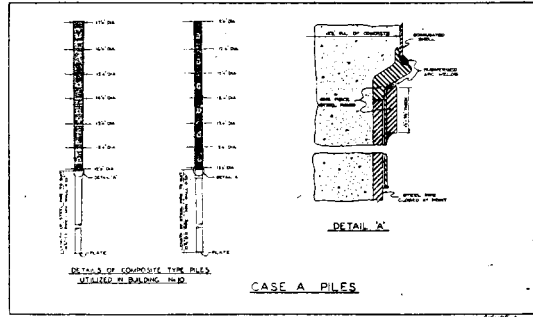
Proc. A.S.C.E., Vol. 80, No. 475, Aug. 1954

1. 概説 鋼管を打込んで中にコンクリートを詰め杭として用いる場合には、ときどき打込中に曲つてしまうことがある。例えば管中に光を入れても底が見えない場合も多い。New York 市における二つの大工事で曲つた杭を捨てると非常に不経済になるため曲つた杭の傾きを測定し、またその支持力を計算する必要が生じた。

2. 第1の工事の場合 第1の場合は 80~140 ft. の長さの組合杭で、杭の下部は下端を閉じた 10-3/4” O.D. の鋼管 (3/8” 厚) で、上部は波形の shell である。各杭には 4000 lbs. のコンクリートを詰めて、設計荷重 57-1/2 t を支持杭として受けさせる。上部のテーパにしたものは打込抵抗が大きいため 12-1/2” の一様な直径の shell に変更した。打込みはある深さまでまづ 14” の管を打込んでその中に波形 shell を入れるようにした。図—1 にこの杭を示し、その結合部の詳細も示してある。

この現場の土質は約 20 ft. の表層、3~8 ft. の有機質シルト、約 10 ft. の粗砂及び礫、約 15 ft. のシルト交り砂、40~53 ft. の薄い粘土を含む砂交りシルト、この下は岩盤との間約 8 ft. がシルト交り砂礫であつた。杭の上部 40~60 ft. は (波形 shell の部分) は垂直に打込めたが、下の 10-3/4” O.D. の管部が曲ることが相当あつた。示方書で垂直線より 2% 以内の曲りは認められたが、それを満足するものは約 45% であつた。

図—1



杭の曲りの測定は 2 個 1 組の 2 つの磁石ローラーで常に管壁に垂直に接触する傾斜計を利用して行つた。この傾斜計は水密性の外管とこれと軸を同じく 12 回転できる内管及びこの内管にボールベアリングで吊してある非磁性の重錘とからできている。重錘が重力によつて自由に動き、重錘先端がブリッジの可動片として働かし、内管に固定してある抵抗線上の接点の位置が傾斜により変るのを利用して地上でブリッジの平衡を取つてダイヤルの読みから較正曲線を利用して傾斜角を知るのである。この方法により 40 ft. の杭が先端で 1 in. ずれていても測定できた。

3. 第1の場合の計算 pile の許容応力としてコンクリートに対し $f_c = 1000 \text{ psi}$ 鋼に対し $f_s = 9000 \text{ psi}$ を取つた。解析に必要な土の性質は強度と横抵抗等の弾性的性質であるけれども、下部 (pipe 部分) のシルトには自然間隙比, LL, PL, 圧密, 三軸 (急速, 圧密急速) 試験を行つた。解析は 1) 管部の上部の軸が shell の軸に一致しているもの、2) shell と管部の境目で急に曲るものの 2 つに分けて行つた。

a) 仮定: 図—2 のごとく、垂直荷重のために shell の部分は軸方向にたわむ。また下部の曲つたパイプの部分は先が岩盤に達し、上部は shell との結合部で垂直に動くとするれば中央で最大の横方向のたわみを生ずる。圧力は 図—2 のごとく大体、sine 曲線に近くなるであろう。shell の部分は垂直にし動かぬとすると、横方向の土圧を仮定しなければならない。解をうるための仮定は、A) パイプと shell の結合部はヒンジとする。B) パイプの曲りのために shell の下部で周囲の土から横抵抗を受ける。この横抵抗として $1/2 rh$ を取る (shell は砂層中にあるので)。C) shell 底部の横抵抗は B) で仮定したもののうち最大の土圧が働いて集中荷重に近くなる。D) 杭に働らく力は垂直で水平力はかからぬ。

計算はまづパイプ部分のみを考え、この上部に垂直荷重を与えた場合の A 点 (図—2 参照) の動きを求め、次にこの動きを 0 にするために A 点に横向きに加えるべき力 P_r を求めた。杭に加える垂直荷重は設計荷重の 115 kips を取り、もしこれが杭の許容応力と

図-2

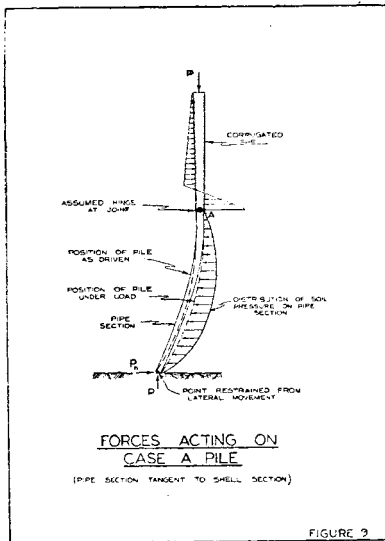


FIGURE 2

越えさせる場合にはこの値を下げた。 P_r の算出のときは曲げモーメントのほかに軸力とせん断力を考えたが、これらの影響は5%以下であった。

b) パイプ部が shell の軸に接する場合：図-3 に一例を示してある。パイプ部に 115 kips を与え、不静定量 P_r を求めたところ 3.10 kips であった。この荷重でパイプにかかる土圧は 251 lbs/ft² であり、コンクリートに 1200 psi を生ずる。このため荷重を 96 kips に下げた。shell 部に働らく荷重も図のごとくなり 96 kips でのコンクリートの応力は（軸力と曲げによる）1015 psi になったので許容荷重を 94 kips に下げた。

図-3

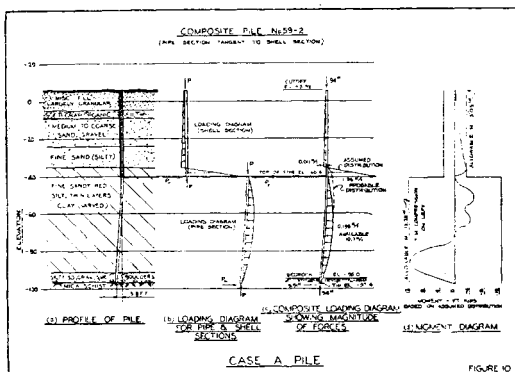


FIGURE 3

c) パイプ部が shell の軸に接しないもの：パイプ部に働らく圧力は図-4のごとく上部1/3に三角形分布するものとした。shell 部の土圧は b) の場合と同じである。このように仮定して杭中の応力を許容応力内におさまるようして設計荷重を定めた。

第1の場合の曲りを測定した杭のうち、29本は2%

図-4

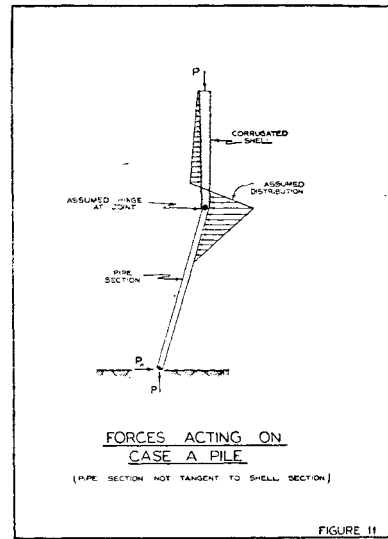


FIGURE 4

以内の曲りで全設計荷重 57.1/2 t を、16本はその75~100% を、また 16本は 50~70% を取つて、2本を捨てただけである。

4. 第2の場合 埋戻土約 20 ft. の下に転石を含む有機質シルト約 8 ft. があり、その下は 4~8 ft. の有機質シルト、15 ft. の締つたシルト交り細砂で、岩盤の上には 2~8 ft. の粗砂、玉石があつた。転石のため木杭が破壊するもの多く、木杭の代りに 10-3/4" の管杭を打つたのである。しかし転石によつて曲つたものが多かつた。

この杭の解析の際は F 部の締つた砂による横抵抗のみを考え上部のシルト、埋戻土の抵抗は無視した。このため図-5のごとく、砂中に三角形分布の土圧を考

図-5

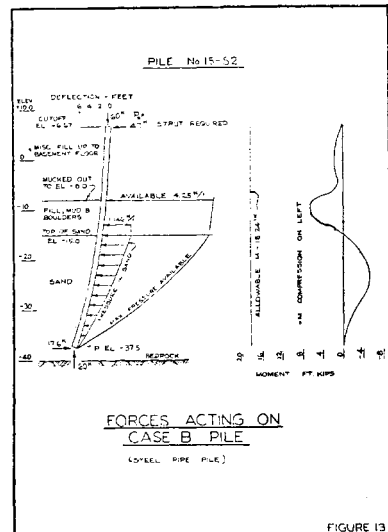


FIGURE 5

えた。

計算方法は第1の場合のパイプ部と同様で、 P_r を杭頂に取つたことのみが違う。24本の曲りの測定及び解析したもののうち、4本は2%以内で全設計荷重30tを認め、11本は解析により30tを、8本は75~100%、1本は17tを受けられるとした。

5. 載荷試験 計算方法を検討するため第1の場合に載荷試験を行つた。計算により47tの設計荷重を取つた杭は、その荷重で0.227inの沈下を示し、荷重を取去つたとき0.1in浮上つた。設計荷重30tの杭は0.142inの沈下で0.0034の浮上りであつた。市の建築規準により設計荷重の2倍を48時間与えたときも沈下は認められなかつた。市で認めた沈下は1in以内であつたがこれはすべて満足していた。設計荷重30tの杭で160tを与えたときも全沈下は0.55inにすぎなかつた。それゆえこの方法は十分安全であることがわかり、また第2の場合工事期間中沈下を観測したが(約1年)0.1~0.5inで平均0.25inであり、杭の弾性変形の程度である。

(東大工学部 渡辺 隆)

サンドドレーン工法の実用上の問題点

"Some Practical Aspects on Sand Drain Stabilization"

by Stephen M. Olko

Proc. A.S.C.E., Vol. 80, No. 551, Nov. 1954

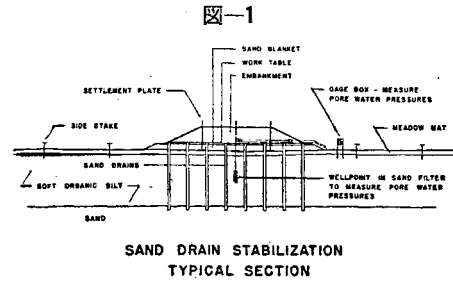
1. ボーリング及び試験 ボーリングで乱されぬ試験を採り土質試験を行い、また標準貫入試験等を利用して土の層を判別してドレーンの長さを決定したり、設計に利用する。

土質試験は、圧密、圧密急速三軸圧縮、垂直及び水平方向透水、鋭敏比(sensitivity)試験を行うが、L.L., P.L., 含水比等との相関関係を求めておけば上述の力学試験の数を減らし、時間、経費を節約できる。これらの結果によりドレーンの間隔、直径を決め、沈下と安定性を確かめ、盛土施工速度及び載荷(overload)も推定できる。

2. 設計 ドレーンに向う水平排水と、地表面及び下の透水層へ向う垂直排水を組合せて求める。盛土施工速度を仮定し、沈下量を推定して盛土高と沈下の図を作る(図-1参照)。

盛土施工速度、載荷(overload)、ドレーンの直径と間隔等を可能な範囲で変化させ、一定の沈下を起すための必要期間を求め、工期内で完了する経済的なものを見出す。

過去の経験では実用的なドレーンは直径約20in、間隔約6ft.である。理論上直径大で間隔密なものが圧密速度大であるが、実際上はremoldingの影響大なものでは特に直径小で間隔大なものの方が合理的になることがある。



押え盛土あるいは斜面傾斜を小とすれば支持力不足の対策になり、また基礎が安定した後に必要な断面以外を取去る時期も問題となる。これら不用の材料は他のところへ転用するようにする。

ウエルポイントをドレーンあるいは下の透水層に入れて排水することもせん断強度増大、圧密促進に役立つが、不経済になることが多い。この場合はあまり急速に地下水水位を下げるとかえつて不安定になるから注意しなければならぬ。

3. サンドドレーンの施工 整地及び排水：木根等を除いて整地するが、草の根は敷砂や打込機の支持に役立つから除かない。また表面排水は必ず行つて作業及び安定に役立たせる。

カルバートを入れるときは、仮排水路に切換えて流しておき、その部分の盛土を他よりも早く安定させて沈下終了させてからカルバートを作るのがよい。

敷砂：打込機を支持し、ドレーンからの排水を盛土外に出す働きをする。敷砂の厚みは2~7ft.くらいで、5ft.以上盛土法尻より外にまで行く。砂は200番以下3%程度のものである。施工はトラック、ブルドーザー等で行うものと、浚渫によるものとある。浚渫砂を利用するときは粒度の規正が困難で、排水口等を必要とすることが多い。

サンドドレーン：普通直径12~20in、間隔6~20ft.で深さは10~100ft.である。ドレーンの間隔は沈下と安定を考え土質試験結果から決めるが、盛土法尻の下は危険なのでここにも十分入れる。

打込はロータリードリリング、ジェットによるものもあるが普通はMandrelによる。Mandrelの底はヒンジ結合されたフタのあるもの(引上げのとき開く)、コンクリート、木等の栓で底に残してくるもの等がある。底無しMandrelを打込んで中の土を取除く方法は原地盤を乱さぬので透水係数が大きくなつて直径の小さいドレーンを大きな間隔に入れられる。ドレーンの砂は100番以下が3%くらいのものである。

Mandrel中に砂を入れたのち、空気圧をかけMandrelの引抜を容易にし、砂のアーチ作用で管とともに引上げられるのを防ぐ、空気圧はときに100lbs/in²も必要なことがあるが、あまり高いとMandrelの底が地表付近まで持ち上げられたときに表面を持ち上げるので、底からある高さのところに孔をあけておく等

の減圧方法をとる。また空気の代りに蒸気を用いることもある。

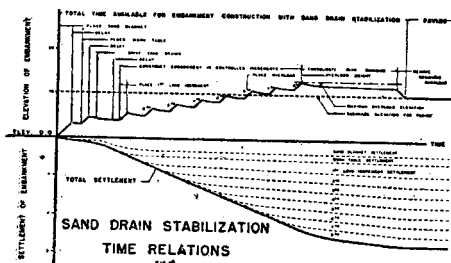
ドレーンの打込深さは透水層が下にある場合はそこまで入れて両面排水を利用するのがよい。また Mandrel 打込みの際の打撃回数から深さを現場で決めるような方法も見出すべきである。

盛土の施工：トラック等で運んで締固めるかあるいは浚渫して水で盛上げる。材料は 200 番以下 5 号位のものを使う。地盤の沈下が大きいためあまり締固めても無意味になることがあり、路面近くだけ締固めればよいこともある。土量は沈下をみて設計断面より広い巾で計算する。

4. 現場での制御 ある高さから次の高さまで段階的に盛土をするが、盛土を次の段階に進めてよいかどうかは現場で視察、沈下板、移動測定棒、間隙水圧等の測定により破壊の起らないように決める (図-2 参照)。

沈下板：3 ft 角位の木板か、3/8 in くらいの金属板に目盛つきの棒を盛土の高さに応じてつぎたしてゆく。普通 200 ft. くらいの間隔に入れ、一つの断面に 3 つ、地盤上あるいは敷砂上に入れる。

図-2



移動測定棒：法尻より外の地盤上に立てた棒で、地盤の上下、左右の動きを測定する。盛土と平行に約 100 ft 離し、40~50 ft 間隔に立てるが、ときには二列にすることもある。

間隙水圧測定：普通約 200 ft 間隔に中心線に沿って入れ、法尻の下はそれらの点で交互に 1 つずつ入れる。電気的なものを除けば、単にパイプを入れておくもの、1 本のパイプと圧力計の組合せ、2 本のパイプと圧力計の組合せの 3 種がある。間隙水圧より圧密の進行した程度が知れ、また一方危険な間隙水圧を推定しておけば盛土施工制御の一つの方法となる。

5. 破壊 盛土施工速度を制御するのは破壊を防ぐためであり、破壊は mud wave (法尻付近地盤面の膨れ上り)、盛土中のクラック等で予知できることが多い。危険になれば施工速度を遅くするか、排水を増す。時間的に制限をうければ、押え盛土、ゆるい法面傾斜、ウエルポイント、軽材料等を利用する。

(東大工学部 渡辺 隆)

三方法により求めたコンクリートのヤング係数の比較

“Comparison of Results of Three Method for Determining Young's Modulus of Elasticity of Concrete”

By R.E. Philleo

Journal of the A.C.I., Jan. 1955 pp 461~469

要旨 コンクリートの弾性についての static, resonance, pulsevelocity の 3 種の試験方法が論議されている。三試験方法により求めたヤング係数は十分には一致しない。Pulsevelocity method は、その試験が一定の形に作られた供試体に限られていない点と、その結果がコンクリートの塑性変形の影響を受けない点で他の 2 法よりすぐれているが、コンクリートの不均質性が非常に影響し、またコンクリートのセメントペーストの成分の小さい変化に敏感でない欠点がある。

1. 緒言 コンクリートのヤング係数を計算するには静的試験、曲げ共振、pulsevelocity method などの方法があり、共振法は 15 年ほど前にはじめて用いられた方法であり、これより前から用いられてきた静的試験との比較が数多く行われている。pulsevelocity method はもつと新しく考えだされたものであり、完全に標準化された試験方法ではない。共振法および pulsevelocity method より求められたヤング係数は、それぞれ “resonance modulus”, “pulse modulus” とよばれている。

2. 共振法と静的方法との比較 共振法で求められる resonance modulus は、たいてい無応力の状態の tangent modulus を測定しているから、静的方法で求められるヤング係数とはその値を異にしている。共振法の典型的な結果としては $\sigma-\epsilon$ curve の直線的である鋼についての Witte & Price の 1944 年の報告がある。ヤング係数 E は共振周波数 n の 2 乗に比例している。これらの関係を与えるすべての研究者の発表は次の式に帰する。

$$E = CWn^2$$

ここに W : 供試体の重量, C : 係数, C の値は各研究者により異なっている。1938 年に T.C. Powers はコンクリート供試体に共振法の応用の議論を最初に発表して静的試験と共振法の 52 の比較を示している。この場合、彼は供試体を槌でたたいてその音から共振周波数を求めるという方法をとつたが、1939 年に Hornibrook は電気的装置を用いて共振法を使用している。また 1939 年に Obert は載荷状態で供試体を動的に試験する方法を考案した。この場合彼はその測定を静的試験では不可能である弾性変形のみで制限することができた。Glanville も 1930 年に塑性変形の影響を除くことを試みた試験を行つている。1944 年に Stanton は 4 日~1 年の材令の現場の供試体 36 個についての結果を報告している。これは 18 個の 15×30 cm cylinder と、18 個の 15×15×

85 cm の beam とであつて、その結果 2 型式の供試体の resonance modulus は近接していたが、cylinder の secant modulus はいくらか低かつた。また resonance modulus に対する secant modulus の比は 4 日において 0.34 から 6 カ月において 0.76 と増加し、その後さらにいくらか増加した。1947 年には Paul Klieger による 1000 個に近い試験結果が提出された。その結果ヤング係数の値は $14.1 \sim 56.2 \times 10^4$ kg/cm² の間にあり、最終強度の 25% と 50% の応力度における secant modulus は平均的に dynamic に求められた値とよく一致した。最終強度の 50% における secant modulus は 25% におけるものよりわずかに小さかつた。

3. Pulse method と静的および共振法との比較
ヤング係数 E に対し無限大の均質体における圧縮波の速度 V についての古典的な式は

$$E = dV^2 \frac{(1+K)(1-2K)}{1-K}$$

である。ここに d は密度、

K はポアソン比である。La Rue は 1946 年に、弾性係数のわかつたモルタルと、いろいろ変つた弾性係数の粗骨材との混合物であるコンクリートの弾性係数は、ペーストの弾性係数と各成分の弾性係数の加重平

表-1 15×15×75 cm beam のヤング係数の値

供試体の数	静的試験で求めた $E \times 10^4$ (kg/cm ²)	$\frac{\text{resonance } E}{\text{static } E}$	$\frac{\text{pulse } E}{\text{Static } E}$
13	31.8	1.00	1.17
13	34.4	1.05	1.16
13	36.6	1.01	1.13
13	39.4	0.96	1.04
13	42.4	0.94	1.01

註：供試体は材令 28 日で試験された。静的的の E は最終強度の 15% における secant modulus

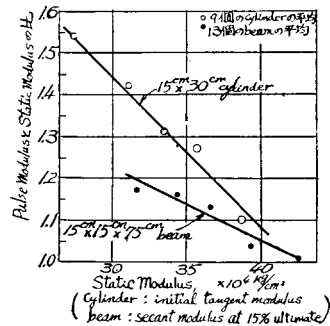
表-2 15×30 cylinder のヤング係数の値

供試体の数	静的試験で求めた $E \times 10^4$ (kg/cm ²)	$\frac{\text{resonance } E}{\text{static } E}$	$\frac{\text{pulse } E}{\text{Static } E}$
9	27.6	1.21	1.54
9	31.3	1.11	1.42
9	33.6	0.01	1.31
9	35.8	1.02	1.27
8	38.7	0.92	1.10

註：供試体は材令 28 日で試験された。静的的の E は原点における tangent modulus

均の間にあることを発表している。Leslie & Cheesman は 1949 年に 300 の供試体について共振法と Velocity method との結果を比較している。その後間もなく、1951 年に E.A. Whitehurst は 170 の供試体について同様の発表を行っている。最近の Portland Cement Assn. Lab. で行われた三方法による試験の結果を表-1, 2 および図-1 に示す。

図-1 コンクリートの Pulse modulus と Static modulus との関係



これらのデータでは resonance modulus が static modulus とよく一致しているが、両者の比は弾性係数の増大ともなつて減少する傾向がある。pulse modulus に対してはこの傾向はもつとはつきりではない。セメントペーストの elasticity が骨材の elasticity に近づくと pulse modulus と static modulus の比が 1 に近づく。また Batchelder & Lewis は 1953 年に凍結融解試験の結果から同様の結論をもたらしている。

4. 結論 dynamic method は静的方法と異なつて純弾性変形だけを取り扱っていること、コンクリートの不均質性に影響されることなどの理由から、静的方法を正確にチェックできると期待されない。また pulse velocity から計算されたヤング係数が実際的な用途があるかどうかは疑わしい。しかしこの方法は、生コンクリートの set と hardening および、長年月におけるコンクリートの耐久性を研究することにおいて有望な分野をもっている。またセメントペーストの部分を通る pulse velocity の変化が大きくても全部のコンクリートを通る pulse velocity についての変化は小さくしか表われないから特に敏感な測定器が必要である。

(国鉄大坂工事事務所 菅原 操)